Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. 24, 2, 141-165 (2019)

SOIL-STRUCTURE INTERACTION. REFLECTIONS ABOUT ITS IMPORTANCE IN THE DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURES DURING EARTHQUAKES

Arturo Tena Colunga

Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco,
Edificio P4, 3er Piso, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México.
Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx.

Received: January 2019. Accepted: May 2019

ABSTRACT

It is the author´ perception that the importance of soil-structure interaction effects in the seismic analysis and design of structures is frequently ignored worldwide. If this design practice is not good enough in relative firm, but deformable soils (filled soils), it is practically unacceptable in the seismic design of structures in soft soils, as those found in the lakebed zone of Mexico City. Therefore, in this paper it is illustrated that soil-structure interaction effects are of paramount importance even for structure founded in relatively firm soils with surficial foundations, to later discuss its germane importance in soft soils.

Keywords: soil-structure interaction; filled soils, soft soils, rocking, structural pounding, tilting.

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. REFLEXIONES SOBRE SU IMPORTANCIA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS DURANTE SISMOS

RESUMEN

Es la percepción del autor que la importancia de tomar en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura en el análisis y diseño sísmico de estructuras es soslayada a nivel mundial. Si esta práctica no es del todo buena en suelos relativamente firmes, pero deformables, es realmente inaceptable cuando se diseña y construye en suelos muy blandos, como los de Ciudad de México. Por ello, en este artículo se ilustra que la interacción suelo-estructura puede ser muy importante aún en suelos firmes y cimentaciones someras, para después discutir su indudable y fundamental importancia en suelos blandos.

Palabras clave: interacción suelo-estructura; suelos de relleno, suelos blandos, cabeceo, choque estructural, desplomo.

1 INTRODUCCIÓN

La interacción entre la estructura y el suelo en que se desplanta se da tanto ante cargas gravitaciones continuas, como ante cargas dinámicas. Es por ello que algunos autores ahora son más precisos y se refieren como interacción dinámica suelo-estructura a aquélla que ocurre durante la acción de sismos, principalmente.

Así, la interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante solicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente las propiedades dinámicas de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación (Avilés 1999). Los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura pueden descomponerse en inerciales y cinemáticos, como se ha propuesto desde hace tiempo (por ejemplo, Whitman y Bielak 1982, Avilés 1999). El alargamiento del periodo fundamental, el incremento o la reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad del conjunto suelo-cimiento-estructura, con respecto a los valores que tendría en su condición en base rígida, son producto de la interacción inercial. Los resultados de la interacción cinemática son la reducción de los componentes de traslación de la cimentación por el efecto promediador de ésta, el cabeceo y la torsión de la cimentación inducidos también por su efecto promediador, así como el filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica (Avilés 1999).

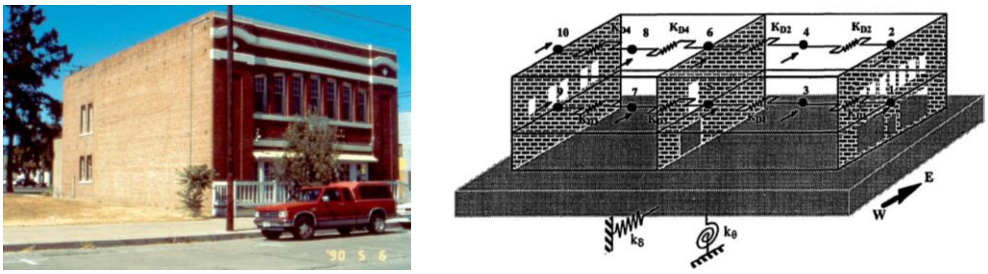
Es una percepción fuerte del autor que la importancia de tomar en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura en el análisis y diseño sísmico de estructuras es soslayada a nivel mundial. Si esta práctica no es del todo buena en suelos relativamente firmes, pero deformables, es realmente inaceptable cuando se diseña y construye en suelos muy blandos, como los de Ciudad de México. Con base en la experiencia del autor principalmente, a continuación se ilustra que la interacción suelo-estructura puede ser muy importante en suelos firmes de relleno y cimentaciones someras, para después discutir su indudable importancia en suelos blandos con base en estudios realizados por varios autores.

2 ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS FIRMES DE RELLENO CON CIMENTACIONES SOMERAS

Con el fin de ilustrar que la interacción suelo-estructura es importante aún en suelos relativamente competentes, se presentan algunos resultados que, en este sentido, el autor obtuvo en su investigación doctoral en el modelado de un edificio, de cerca de 100 años de antigüedad, de dos pisos de mampostería no reforzada con diafragmas flexibles: la estación de bomberos de Gilroy (Figura 1a), California, donde se obtuvieron registros de aceleración de su respuesta durante el sismo de Loma Prieta (Tena-Colunga 1992a, Tena-Colunga y Abrams 1992a). Por sus características, los muros del edificio se desplantaban en zapatas corridas (poca profundidad). El tipo de suelo de desplante se identificó a partir de comparar los espectros de respuesta del terreno con los presentados por Seed *et al.* (1976), resultando un suelo relativamente firme, por lo que se emplearon las propiedades mecánicas y dinámicas de suelos superficiales con contenidos entre el 10% y 50%

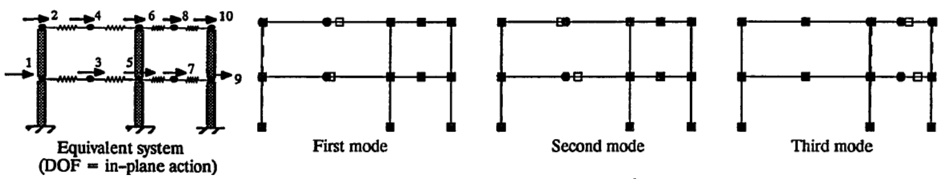
de gravas, reportados por Lew y Campbell (1985) para suelos cuaternarios del sur de California.

Para identificar o reproducir la respuesta instrumental de este edificio durante el sismo de Loma Prieta, en la dirección E-W, se propuso un modelo simplificado de 10 grados de libertad dinámicos (Figura 1b), cuyas hipótesis claves de modelado se discuten con detalle en otros trabajos (Tena-Colunga 1992a/b, Tena-Colunga y Abrams 1992a, Tena 1993). Una de estas hipótesis clave fue incluir la interacción suelo-estructura en el modelado dinámico a través de resortes generalizados de desplazamiento y rotación (Figura 1b).

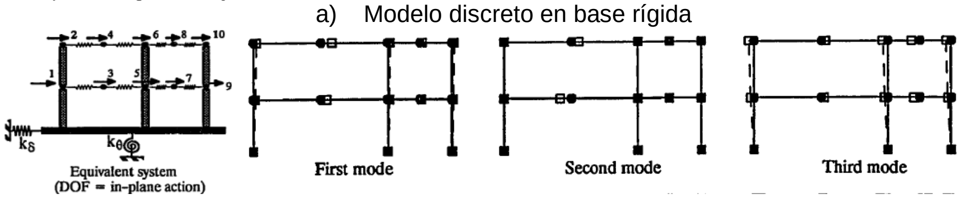


a) Estación de bomberos b) Modelo de masas discretas E-W

Figura 1 Modelo discreto de diez grados de libertad propuesto para reproducir la respuesta instrumental de la estación de bomberos de Gilroy en la dirección E-W (Tena-Colunga 1992a/b)



a) Modelo discreto en base rígida



b) Modelo discreto con interacción suelo-estructura

Figura 2 Primeros tres modos de vibración de los modelos discretos de 10 grados de libertad propuesto para reproducir la respuesta instrumental de la estación de bomberos de Gilroy en la dirección E-W considerando y despreciando la interacción suelo-estructura (Tena-Colunga 1992a). Esta representación plana se puede entender mejor si se considera que al modelo de la Figura 1 se le cierra en el plano como las hojas de una persiana, por lo que uno ve el canto o sección transversal de cada muro ya acoplados por los resortes que modelan la flexibilidad del diafragma. Los círculos llenos y líneas sólidas identifican al modelo de referencia, mientras que los modos se grafican empleando líneas con guiones y cuadro vacíos para identificar la traslación lateral relativas de las masas.

El impacto de la interacción suelo-estructura se observa desde los modos de vibración, donde se apreció que la amplitud de los desplazamientos de las masas asociadas a los grados de libertad de los muros (grados de libertad 1, 2, 5,

6, 9 y 10) son mayores cuando se considerada interacción suelo estructura (Figura 2b) que cuando se considera al modelo en base rígida (Figura 2a), mientras que en los desplazamientos de los centros de los diafragmas (grados de libertad 3, 4, 7 y 8) fueron proporcionalmente menores los efectos de interacción que en los muros, comparando los resultados mostrados en las Figuras 2a y 2b.

Por ello, y desde las primeras calibraciones hechas con el modelo discreto, se observó que la interacción suelo-estructura era muy importante para reproducir razonablemente las respuestas dinámicas máximas registradas en la estación de bomberos de Gilroy. Esto se ilustra con los resultados reportados en la Tabla 1, donde se reportan las respuestas máximas registradas y obtenidas para el centro del diafragma sur en azotea (grado de libertad 4, Figuras 1b y 2) y el muro central en azotea (grado de libertad 6, Figuras 1b y 2). A partir de los resultados mostrados en la Tabla 1, se confirma la información proporcionada en los modos: la interacción suelo-estructura tiene un impacto relativo mayor en las respuestas máximas de aceleración de los muros y, sin su inclusión (resultados en base rígida), la aceleración máxima del muro central en azotea era subestimada notablemente por el modelo propuesto. En cambio, aun considerando base rígida, el modelo de masas discretas era razonablemente adecuado para estimar la aceleración máxima del centro del diafragma sur en azotea.

Tabla 1 Aceleraciones máximas en azotea (registradas y calculadas) para el modelo inicial de la estación de bomberos de Gilroy (Tena-Colunga 1992a)

Muro Central			Centro del Diafragma Sur		
Registrada	Modelo en base rígida	Modelo con ISE	Registrada	Modelo en base rígida	Modelo con ISE
0.41g	0.06g	0.27g	0.79g	0.74g	0.84g

En las primeras calibraciones del modelo discreto en base rígida, el periodo fundamental de vibración calculado fue T=0.40s. El periodo fundamental de vibración identificado a partir de espectros de amplitud de Fourier normalizados fue $T_{E\text{-}W}$=0.453s. Una vez identificada que la interacción suelo-estructura era muy importante para intentar reproducir adecuadamente tanto la respuesta del centro del diafragma como del muro central en azotea, se realizó un estudio paramétrico detallado, variando tanto las propiedades de rigidez de los diafragmas (K_d), de la rigidez de los muros (en función de su módulo de elasticidad E_m), y de la rigidez del suelo de desplante en función del módulo de rigidez a cortante del suelo (G_i). Como se discute con mayor detalle en otros documentos (Tena-Colunga 1992a/b, Tena-Colunga y Abrams 1992a), las variables más importantes para identificar la respuesta instrumental de la estación de bomberos de Gilroy fueron las variaciones en las rigideces de los diafragmas y los efectos de interacción, más que las variaciones de las rigideces de los muros.

Por ello, y para ilustrarlo más claramente, en la Figura 3 se presenta de manera simultánea el impacto de la variaciones de la rigidez del suelo en términos del cociente del módulo de rigidez del suelo supuesto para un modelo ($G_{i\ assumed}$) entre un módulo de rigidez promedio del suelo por debajo de la cimentación cuando se desprecia la profundidad efectiva de las zapatas corridas ($G_{i\ average}$). En la gráfica se indican con líneas horizontales punteadas el intervalo de valores máximos y mínimos razonables para este tipo de suelo según Lew y Campbell (1985). De igual manera, la línea punteada vertical marca el periodo fundamental identificado, $T_{E\text{-}W}$=0.453s. Las curvas mostradas consideran la variación de las

rigideces de los diafragmas, desde la nominal (K_d) hasta un 30% mayor ($1.3K_d$). De la Figura 3 se aprecia la importancia de la rigidez del diafragma, pues para variaciones muy pequeñas de rigidez y un mismo valor de la rigidez supuesta del suelo, cambia de manera importante el periodo fundamental de vibración. De igual manera, y como era de esperarse, se aprecia que a medida que aumentan los efectos de interacción ($G_{i\ assumed}$ disminuye para un mismo valor de las rigideces de los diafragmas), el periodo fundamental de vibración aumenta. Lo que resultó muy interesante y valioso, y se muestra en esta gráfica, es que para identificar el periodo fundamental $T_{E\text{-}W}$=0.453s dentro de una variación de 30% de las rigideces de los diafragmas (k_d a $1.3k_d$), se requería aproximadamente la misma rigidez del suelo, pues esta varió en el intervalo $1.1 \leq G_{i\ assumed}/\ G_{i\ average} \leq 1.14$ (Figura 3).

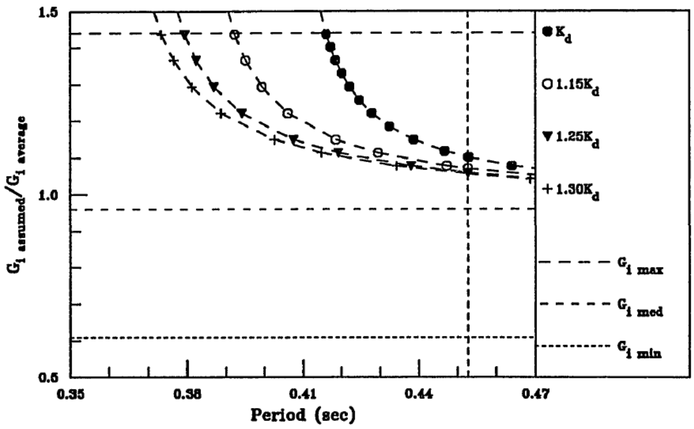


Figura 3 Sensibilidad del periodo fundamental de vibración del modelo discreto de 10 grados de libertad propuesto para reproducir la respuesta instrumental de la estación de bomberos de Gilroy en la dirección E-W a variaciones de la rigideces de los diafragmas y del suelo (Tena-Colunga 1992a)

Por ello, fue posible identificar la respuesta dinámica de la estación de bomberos de Gilroy durante el sismo de Loma Prieta dentro de una variación de parámetros de rigidez razonables para los diafragmas, para los muros y para el suelo de desplante. Así, la mejor identificación de la respuesta con los modelos se obtuvo cuando se consideró (Tena-Colunga 1992a/b, Tena-Colunga y Abrams 1992a): a) la rigidez nominal de los muros (en términos de su módulo de elasticidad experimental, E_m), b) una rigidez de los diafragmas 30% mayor a la nominalmente estimada ($1.3K_d$) y, c) un módulo de rigidez a cortante del suelo 6% mayor al valor nominal considerado ($G_{i\ assumed} = 1.06\ G_{i\ average}$). Con estos parámetros, se obtuvieron las aceleraciones máximas reportadas en la Tabla 2 y las series de aceleración-tiempo mostradas en la Figura 4.

Tabla 2 Aceleraciones máximas en azotea (registradas y calculadas) para el modelo inicial de la estación de bomberos de Gilroy (Tena-Colunga 1992a)

Muro Central			Centro del Diafragma Sur		
Registrada	Modelo en base rígida	Modelo con ISE	Registrada	Modelo en base rígida	Modelo con ISE
0.41g	0.06g	0.34g	0.79g	0.55g	0.79g

El modelo fue capaz de representar razonablemente la respuesta dinámica registrada (Figura 4), además de tener una predicción bastante exacta de la

aceleración máxima del diafragma y bastante razonable del muro central (22% menor a la registrada), según se aprecia de los resultados reportados en la Tabla 2.

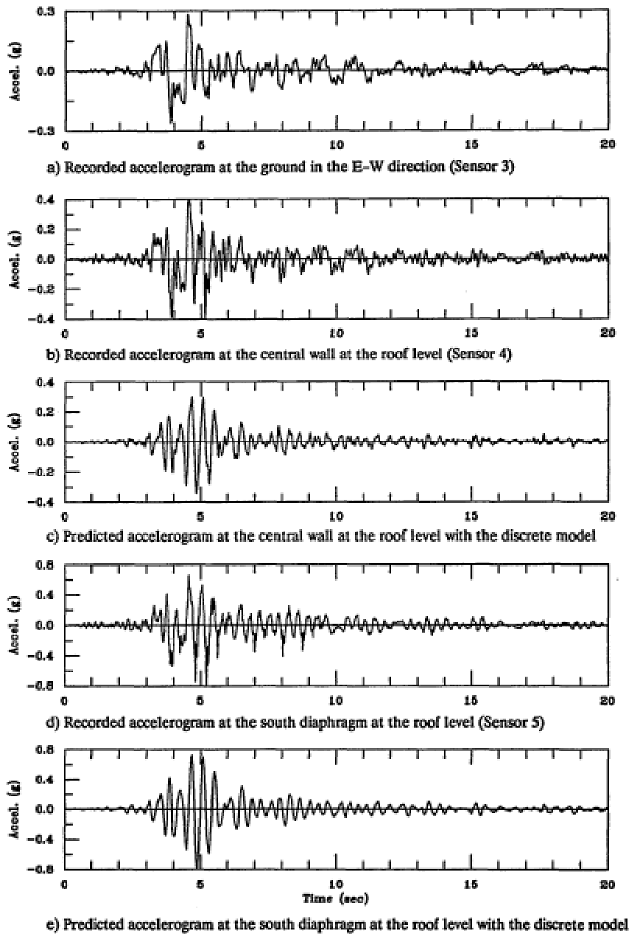
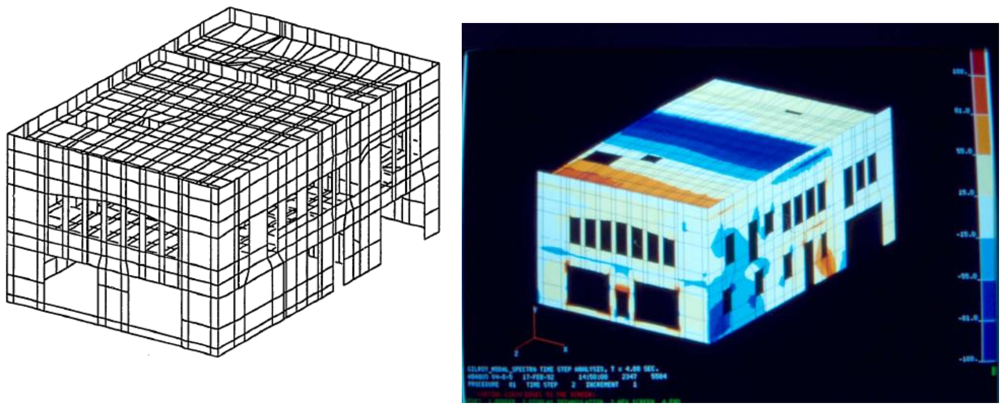


Figura 4 Comparación de los registros de aceleración obtenidos con el mejor modelo discreto de diez grados de libertad propuesto para la estación de bomberos de Gilroy con los registros instrumentales obtenidos en la dirección E-W (Tena-Colunga 1992a/b)

Como se confirma con los resultados reportados en la Tabla 2, considerar la interacción suelo-estructura fue muy importante para poder estimar razonablemente las aceleraciones máximas en los muros. Este no es un hecho menor, dado que si se supone que se pueden despreciar los efectos de la interacción suelo-estructura en estructuras de este tipo: de baja altura, con cimentación superficial, desplantadas en suelo firme granular y con muros y diafragmas flexibles, entonces como consecuencia se pueden subestimar de manera importante las fuerzas cortantes máximas que se pueden desarrollar en el plano de los muros, lo cual de ninguna manera es "conservador". De un análisis más detallado de los efectos de interacción, se encontró que, en este caso de estudio, el cabeceo de la cimentación (rotación de la base) fue el principal efecto de la interacción suelo-estructura.

Con base en la experiencia ganada, se desarrollaron modelos tridimensionales en elementos finitos en Abaqus (1989) para simular y estudiar la respuesta dinámica de la estación de bomberos de Gilroy (Figura 5a) ante la acción simultánea de los dos registros de aceleración horizontales registrados en el predio durante el sismo de Loma Prieta. Para modelar a los muros de mampostería no reforzada y a los diafragmas de madera contrachapada, se emplearon elementos isoparamétricos tipo cascarón grueso de interpolación cuadrática, de ocho nodos y seis grados de libertad por nodo. Los diafragmas de madera se modelaron con 943 elementos con leyes constitutivas ortótropas y, a falta de mejor información, los muros de mampostería no reforzada se modelaron como isotrópicos con 882 elementos tipo cascarón. Se incluyeron, por supuesto, los efectos de la interacción suelo estructura, por medio de 522 resortes en los nodos de la base del modelo (174 en cada dirección traslacional: las dos horizontales y la vertical), que simularan razonablemente los desplazamientos horizontales y el cabeceo, como se describen y reportan con mayor detalle en otros textos (Tena-Colunga 1992a, Tena-Colunga y Abrams 1992a y 1995).



a) Modelo tridimensional b) Esfuerzos cortantes (psi) a t=4.88s

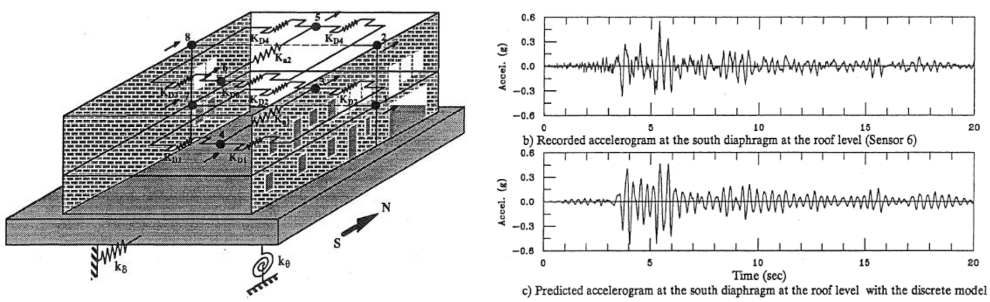
Figura 5 Modelo tridimensional en elementos finitos de la estación de bomberos de Gilroy. Se incluye la interacción suelo estructura, pero para mejorar la visibilidad de la malla en muros y diafragmas, no se graficaron los resortes de desplazamiento (uno en cada dirección) que se dispusieron en cada nodo de la base (Tena-Colunga 1992a)

Los tres primeros modos de vibración obtenidos con el modelo tuvieron los siguientes periodos: T_1=0.451s (traslación E-W), T_2=0.329s (torsión) y T_3=0.324s (traslación N-S), que comparan muy bien con los obtenidos a partir de espectros de Fourier normalizados de los registros instrumentales ($T_{E.W}$=0.453s y T_{N-S}=0.325s), por lo que el modelo se considero razonable y representativo. Dentro de los muchos análisis que se hicieron con este modelo, se realizó un análisis dinámico modal paso a paso empleando los primeros 20 modos de vibración, con los que se garantizó que participara más del 90% de la masa modal en cada dirección de análisis (el mínimo fue 93.4% en la dirección N-S).

Se obtuvieron las respuestas máximas para la dirección N-S (t=4.03s) y E-W (t=4.88s) y, con fines ilustrativos, se muestran exclusivamente los contornos de esfuerzos cortantes obtenidos en el instante de la respuesta máxima en la dirección más demandada E-W (t=4.88s, Figura 5b), sólo para los muros críticos

de fachada (muro sur y muro este) y el diafragma de azotea. Los límites de los esfuerzos cortantes se definieron con base el esfuerzos máximos admisibles de distintas recomendaciones disponibles en ese entonces para la evaluación de estructuras existentes de mampostería no reforzada en los Estados Unidos, como el ABK Methodology (τ=81psi), el ACI-530 (τ=55 psi) y el UCBC (τ=15 psi). De la comparación de los contornos con las fotografías tomadas a la estación de bomberos de Gilroy, se obtuvo que el mejor criterio correspondía al ABK Methodology, pues las pocas zonas donde se rebasaron el esfuerzo calculado correlación bien con las escasas fisuras que se observaron en esta estructura después del sismo de Loma Prieta, que le permitió responder esencialmente dentro de su intervalo de comportamiento elástico, como lo indican todos los modelos numéricos que se propusieron y/o emplearon en el estudio (modelos de masas discretas y modelos en elementos finitos en 2D y 3D). Nuevamente, se enfatiza que la inclusión de la interacción suelo-estructura en este modelo tridimensional de elementos finitos fue muy importante para obtener una respuesta razonable que explicara el comportamiento observado de esta estructura durante el sismo de Loma Prieta, a pesar de que el suelo, en teoría, es relativamente firme.

Por ello, y con la experiencia ganada, se utilizó también un modelo de masas discretas que incluye la interacción suelo estructura para: a) representar la respuesta de la estación de bomberos de Gilroy en su dirección N-S (Figura 6, Tena-Colunga y Abrams 1992a, Tena 1993) y, b) para identificar las respuestas registradas durante el sismo de Loma Prieta en las direcciones E-W y N-S de un edificio de dos pisos de mampostería reforzada con diafragmas flexibles y zapatas corridas como cimentación en Palo Alto, California (Figura 7, Tena-Colunga y Abrams 1992b, Tena 1993), que se desplantó sobre un relleno de arcilla arenosa según lo identificado en planos y, por ello, se emplearon las propiedades para suelos de relleno similares reportadas por Lew *et al.* (1981). En este estudio también resultó fundamental incluir la interacción suelo-estructura (Figura 7a) para obtener una correlación razonable con la respuesta instrumental registrada durante el sismo de Loma Prieta (Figura 7b).



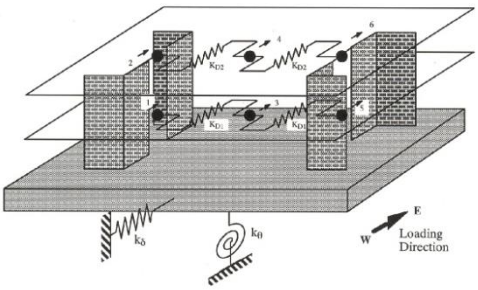
a) Modelo de masas discretas N-S

b) Comparación de registro medido en el centro del diafragma vs analítico

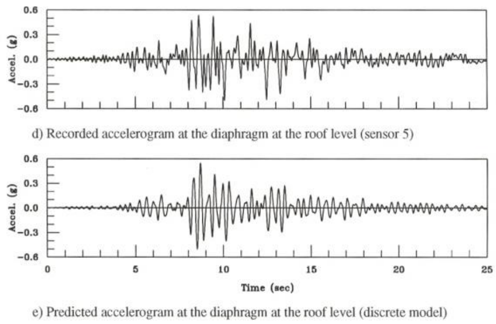
Figura 6 Modelo discreto de ocho grados de libertad propuesto para reproducir la respuesta instrumental de la estación de bomberos de Gilroy en la dirección N-S y su comparación con la respuesta medida (Tena-Colunga 1992b)

Finalmente, los efectos de interacción suelo-estructura también se incluyeron y resultaron importantes para estudiar la probable respuesta durante el sismo de Loma Prieta del Hotel Tourraine en Oakland (Figura 8), un complejo edificio irregular de siete niveles con base en marcos no dúctiles de acero

estructural forrado con ladrillos para protección al fuego como sistema competente ante cargas verticales y muros perimetrales de mampostería no reforzada y de concreto ligero con diafragmas flexibles como sistema competente a carga lateral y que experimentó daño moderado por tensión diagonal en algunos muros de su parte trasera (Figura 8c), y que se encuentra desplantado en un suelo aluvial, como se reporta con detalle en Tena-Colunga (1996).



a) Modelo de masas discretas E-W



b) Comparación de registro medido en el centro del diafragma vs analítico

Figura 7 Modelo discreto de seis grados de libertad propuesto para reproducir la respuesta instrumental del edificio de oficinas de Palo Alto en la dirección E-W y su comparación con la respuesta medida (Tena-Colunga y Abrams 1992b)



a) Frente



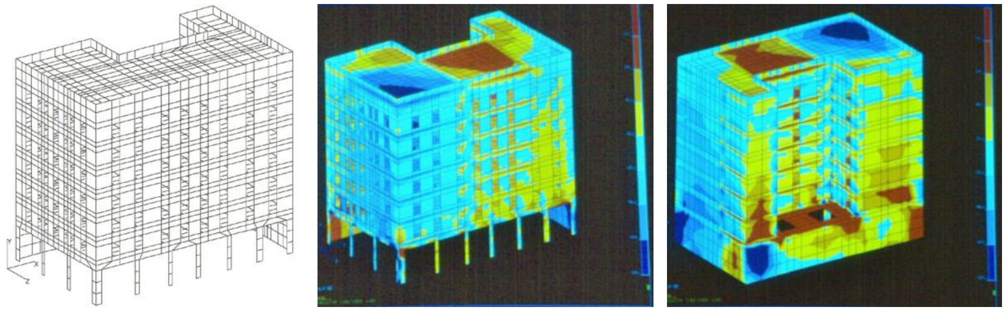
b) Parte trasera



c) Daño presentado

Figura 8 Vista general del Hotel Tourraine en Oakland y daño observado

A partir de información muy completa proporcionada por la empresa URS Consultants se pudo desarrollar el modelo en elementos finitos en Abaqus que se presenta en la Figura 9a. Se emplearon 1,582 elementos cascarón grueso para modelar muros y pilastras (isotrópicos), 1557 elementos cascarón grueso para modelar la potencial flexibilidad de los diafragmas (ortótropos) y 303 resortes de desplazamiento para modelar la interacción suelo-estructura, 101 en cada dirección ortogonal (Tena-Colunga 1996), empleando las recomendaciones para modelar la interacción suelo-estructura disponibles en el ATC-06 y las propiedades del suelo aluvial conforme a lo recomendado por Lew *et al.* (1981).



a) Modelo b) Contornos frente c) Contornos posterior

Figura 9 Modelo tridimensional en elementos finitos con el programa Abaqus y contornos de esfuerzos cortantes en el Hotel Tourraine en Oakland al tiempo de respuesta máxima (t=14.08s) obtenido a partir de un análisis dinámico paso a paso

Se realizaron análisis dinámicos paso a paso considerando la acción simultánea de las componentes N-S y E-W de los registros de aceleración del sismo de Loma Prieta obtenidos en la estación número 58224 de CSMIP ubicada en Oakland (Tena-Colunga 1996). Los contornos de esfuerzos cortantes al tiempo de la respuesta máxima (t=14.08s) se presentan en las Figura 9b y 9c. Los límites de los contornos se fijaron también en función de los esfuerzos máximos admisibles de distintas recomendaciones disponibles en ese entonces para la evaluación de estructuras existentes de mampostería no reforzada en los Estados Unidos, como el ABK Methodology (τ=50psi), el UCBC (τ=15 psi), además de esfuerzos admisibles para la madera contrachapada (τ=250psi). El daño moderado por cortante observado en los muros (Figura 8c) correlacionó de manera razonable con los contornos de esfuerzos cortantes mostrados en la Figura 9c. Los esfuerzos cortantes máximos en los diafragmas de madera (200 psi), no alcanzaron los valores permisibles, por lo que el modelado elástico y ortótropo empleado fue adecuado. A pesar de la incertidumbre que existe con respecto a qué tan representativos fueron los registros de aceleración empleados (los más cercanos disponibles al sitio de interés), en términos generales se obtuvo una razonable correlación entre la respuesta observada y las postdicha con el modelo y, para ello, la interacción suelo estructura fue también esencial, además del modelado de la flexibilidad del diafragma y de las aberturas de muros y diafragmas internos.

3 ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELOS BLANDOS

En el diseño sísmico de estructuras desplantadas en sitios de terreno blando, la interacción dinámica entre el suelo y la estructura adquiere gran relevancia. Los principales efectos de interacción, expresados por la modificación del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad, conducen a respuestas de la estructura mayores o menores que las que sufriría en su condición en base rígida, dependiendo de la posición del periodo resonante del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. Usualmente, los criterios de diseño adoptados en los reglamentos de diseño sísmico consideran los efectos de interacción sólo en el periodo y amortiguamiento (Avilés 1999, Avilés y Pérez-Rocha 2004).

Por ello, y en nuestra opinión, fue una mala decisión del Comité de Normas por Sismo de la Ciudad de México el haber dejado en un apéndice de las normas de 1987 a 2004 las recomendaciones para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura en el diseño sísmico de estructuras (NTCS-87 1987, NTCS-95 1995, NTCS-04 2004), pues este hecho favoreció que su aplicación fuera estrictamente voluntaria y no obligatoria, como debería ser. Por ello, la enorme mayoría de los edificios que se diseñaron y construyeron entre 1987 y 2004 no tomaron en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura. Es por ello que un acierto que si tuvo en esta ocasión en Comité de Normas por Sismo es incluir de manera obligatoria a la interacción suelo-estructura en las NTCS-17 (2017).

Existe la falsa creencia que no tomar en cuenta la interacción suelo-estructura lidera a un “diseño conservador”. Más de un diseñador experimentado le han comentado al que escribe que es conservador diseñar edificios en base rígida y con el método estático porque: “si tomo en cuenta la interacción suelo-estructura, de acuerdo en el Apéndice A de las NTCS-04, normalmente se reduce el cortante de diseño por el efecto del amortiguamiento adicional”. Esta percepción no es cierta, pues en las mismas normas por sismo desde 2004 (NTCS-04 2004) se establece claramente que el factor a que hacen referencia, el cociente $\tilde{V}_0/V_0$, que es la fuerza cortante basal corregida por efectos de interacción ($\tilde{V}_0$), entre la fuerza cortante de la estructura en base rígida (V_0), oscila entre 0.75 y 1.25 ($0.75 \leq \tilde{V}_0/V_0 \leq 1.25$) para fines prácticos en nuestras normas.

Esta propuesta reglamentaria se basa en los estudios de Avilés y Pérez-Rocha (2004). Empleando un oscilador de reemplazo, Avilés y Pérez-Rocha (2004) presentaron la variación de este cociente $\tilde{V}_0/V_0$ en función del periodo de la estructura (T_e) para el sitio SCT (suelo muy blando) para distintos cocientes de la relación de enterramiento de la cimentación (D/R), la profundidad normalizada del estrato de suelo deformable (H_s/R) y la relación de esbeltez de la estructura (H_e/R), como se muestra en la Figura 10. De la observación de esta figura resulta claro que: a) los efectos de interacción en sistemas inelásticos son diferentes de los que se observan en sistemas elásticos, b) el factor de interacción $\tilde{V}_0/V_0$ se incrementa en la región espectral de periodos cortos y se reduce en la región espectral de periodos medios y, b) en el caso concreto de la respuesta elástica (*Q*=1, línea continua), que es a la que se refiere el acápite A.6.1 de las NTCS-04 (2004), aunque existe un intervalo importante en la región espectral de periodos medios donde este factor de interacción es menor a 1.0 e incluso cercano a 0.75, en periodos cortos puede ser incluso bastante mayor al límite superior de 1.25 establecido en las NTCS-04. Por lo tanto, con los resultados mostrados por Avilés y Pérez-Rocha (2004) para ilustrar esta tendencia (de hecho, calcularon este factor para todos los sitios de terreno blando de la Ciudad de México), se demuestra que no es conservador, de ninguna manera, ignorar los efectos de interacción dinámica suelo-estructura en terrenos blandos, y que el cortante efectivo no se reduce siempre, sino que puede aumentar en ciertos intervalos de periodo, dependiendo del tipo de suelo, y los parámetros de la cimentación ya mencionados, entre otros.

Para seguir ilustrarlo de manera sencilla que no considerar los efectos de interacción dinámica suelo-estructura lideran a estimaciones conservadoras de las fuerzas de inercia de diseño, en la Figura 11 se reproducen algunos resultados obtenidos por Avilés (1999) empleando un oscilador de reemplazo, para

determinar espectros de respuesta de pseudoaceleración de sitio, considerando interacción dinámica suelo estructura y empleando como movimiento de campo libre el sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995, que es para un suelo arenoso con efectos de sitio.

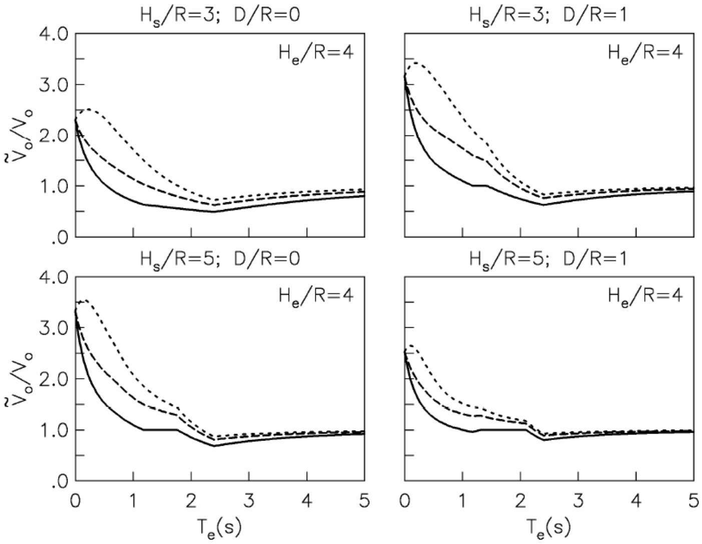
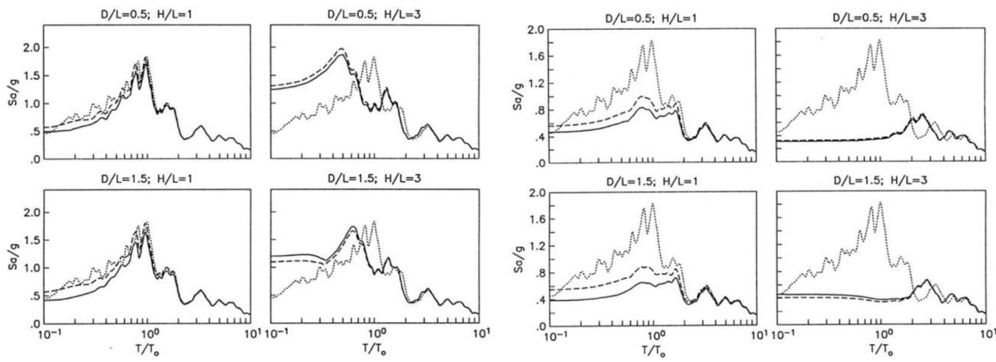


Figura 10 Variación del factor de interacción para el sitio SCT; sistemas con *Q*=1 (línea continua), *Q*=2 (línea discontinua) y *Q*=4 (línea punteada). Tomado de Avilés y Pérez-Rocha (2004)



a) Cimentación rígida b) Cimentación flexible

Figura 11 Espectros de respuesta de pseudoaceleración para el sitio Manzanillo para cimentaciones rígidas y flexibles considerando base rígida (línea punteada), sólo interacción inercial (línea con rayas) e interacción inercial y cinemática (línea continua). Tomado de Avilés (1999)

Se estudiaron las siguientes variables: profundidad relativa del enterramiento de la cimentación (D/L) y, relación de esbeltez de la estructura por encima del nivel del terreno (H/L). En el eje de las abscisas se grafica, en escala logarítmica, el cociente del periodo efectivo de la estructura (T) entre el periodo del sitio (T_0). Se aprecia en los resultados mostrados que existe un intervalo de periodos amplio para los cuales las aceleraciones espectrales considerando efectos de interacción son mayores, particularmente para cimentaciones rígidas cuando tienden a ser esbeltas las estructuras (H/L=3, Figura 11a), y este efecto

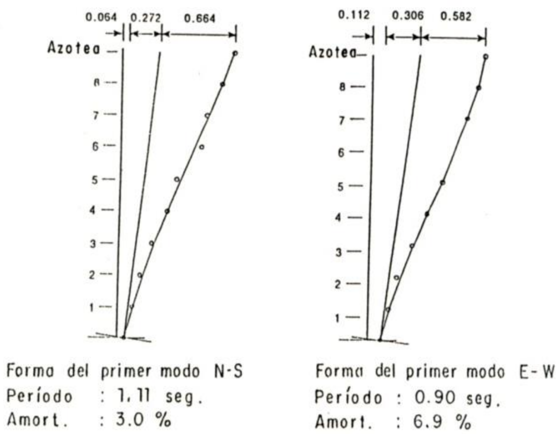
sigue siendo importante en estructuras esbeltas con cimentaciones flexibles, aunque se atenúa considerablemente en este caso (H/L=3, Figura 11b). De las gráficas presentadas por Avilés (1999) también se observa que las reducciones de respuestas máximas de pseudoaceleración por efecto de interacción aumentan a medida que la profundidad relativa de enterramiento (D/L) aumenta, y a medida que la cimentación se vuelve más flexible.

Cabe señalar que el cortante basal de diseño no es el único efecto relevante asociado en el comportamiento y diseño sismorresistente de estructuras, sino que hay otros que se deben ponderar, y donde afectan los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, como son el alargamiento del periodo fundamental de vibración y la amplificación de desplazamientos laterales totales, sobre todo en cimentaciones no desplantadas en el estrato firme, donde los efectos de cabeceo de la cimentación adquieren particular relevancia, como se ha demostrado tanto analítica como experimentalmente.

En este sentido, los experimentos de vibración forzada realizados a principios de 1987 a los edificios con base en marcos de concreto reforzado reestructurados con contravientos metálicos por el M. en I. Enrique del Valle Calderón, conocidos como Edificios Parque España (Hipódromo Condesa, Figura 12a) y Durango (Roma Norte, Figura 13a), dieron una luz muy importante en este sentido. Los estudios conducidos a estos dos edificios se reportan, entre otros documentos, en Del Valle *et al.* (1988), Hjelmstad *et al.* (1988), Foutch *et al.* (1989) y Del Valle (2004).



a) Edificio Parque España



b) Formas modales identificadas en pruebas de vibración forzada

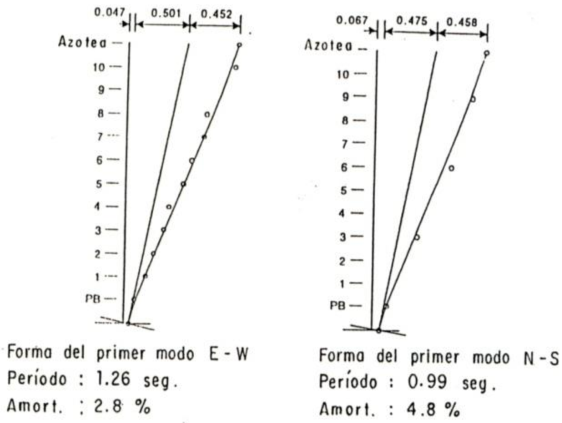
Figura 12 Formas modales identificadas en el edificio conocido como Parque España, localizado en la colonia Hipódromo Condesa, a partir de pruebas de vibración forzada. La foto del edificio en esa época (1987) es cortesía del Ing. Enrique del Valle Calderón. Las formas modales se reportaron por primera vez en Hjelmstad *et al.* (1988)

El edificio Parque España consta de una cimentación compuesta de una losa rígida de cimentación de 15 cm apoyada sobre contra trabes de 1.40 m de peralte que se apoyan sobre pilotes de fricción, y la profundidad de suelo deformable era de 32 m aproximadamente. El edificio Durango cuenta con un

cajón de cimentación de 2.40 m de profundidad apoyado también en pilotes de fricción, y el suelo deformable tenía una profundidad aproximada de 40 m.



a) Edificio Durango



b) Formas modales identificadas en pruebas de vibración forzada

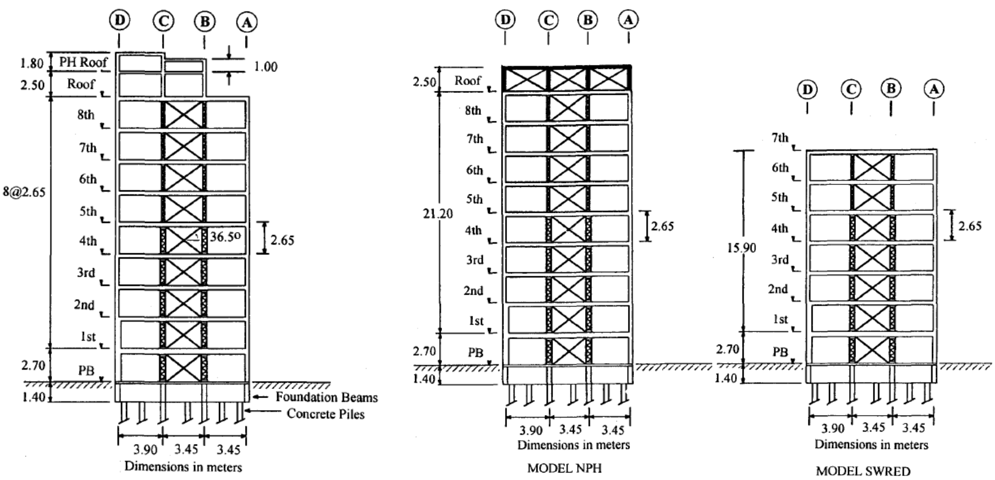
Figura 13 Formas modales identificadas en el edificio conocido como Durango, localizado en la colonia Roma Norte, a partir de pruebas de vibración forzada. La foto del edificio en esa época (1987) es cortesía del Ing. Enrique del Valle Calderón. Las formas modales se reportaron por primera vez en Del Valle *et al.* (1988)

En las Figuras 12b y 13b se presentan las formas de los modos naturales de vibración en cada dirección ortogonal principal identificadas a partir de las pruebas de vibración forzada a los edificios Parque España y Durango, respectivamente. En las figuras se separan las siguientes componentes del desplazamiento lateral: a) desplazamiento lateral directo debido a la interacción suelo-estructura, b) rotación de la base debida a la interacción suelo-estructura y, c) desplazamientos laterales debidos a la deformación de la estructura. Como se aprecia claramente de estas figuras, las componentes de desplazamientos laterales debidos a la interacción suelo-estructura son muy importantes en ambos edificios, particularmente los debidos al cabeceo de la cimentación. Para el caso específico del edificio de Parque España, en su dirección crítica E-W, la interacción suelo-estructura participa en aproximadamente el 41.8% del desplazamiento lateral total en azotea, siendo el cabeceo de la cimentación el que aporta, por sí solo, el 30.6% (Figura 12b). Para el edificio de Durango, en su dirección crítica E-W, la interacción suelo-estructura participa en aproximadamente el 54.8% del desplazamiento lateral total en azotea, siendo el cabeceo de la cimentación el que aporta, por sí solo, hasta un 50.1% (Figura 13b). En cuanto al alargamiento del periodo natural de vibrar, se comprobó que no es despreciable para estructuras en suelos muy blandos no apoyadas en el estrato firme. Por ejemplo, para el edificio Durango, el periodo estimado en base rígida en su dirección crítica E-W fue T_{br}=0.90s, mientras que el determinado a partir de pruebas de vibración forzada fue T=1.26s (Figura 13b).

Por lo tanto, los resultados de estos valiosos estudios experimentales-analíticos demuestran fehacientemente que los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura son muy importantes en suelos muy blandos con estratos

deformables muy profundos, como los de la Ciudad de México, y no pueden despreciarse, pues modifican de manera importante las características dinámicas de la estructura (alargamiento del periodo, modificación del amortiguamiento viscoso equivalente, desplazamiento lateral total). Además, si las cimentaciones de los edificios no se apoyan directamente sobre el estrato firme, los efectos de cabeceo de la cimentación en la amplificación de los desplazamientos laterales puede ser muy importante y nada más por ese simple hecho, no debiera despreciarse la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño sísmico de estructuras, más en un sitio como la Ciudad de México.

De hecho, el edificio Parque España, que fue reestructurado con contravientos de acero por sufrir daño muy severo por el choque estructural con sus colindancias durante el sismo del 14 de marzo de 1979 (Del Valle 1980, Tena-Colunga *et al.* 1996), experimentó también daño por choque estructural con los edificios colindantes durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, en particular con el edificio de cuatro pisos (colindante a la izquierda, Figura 12a) aunque éste se limitó a que se aflojaran ligeramente las conexiones de los contravientos, se desprendieran los acabados de yeso y el agrietamiento de algunos muros divisorios en el cuarto piso (Hjelmstad *et al.* 1988, Tena-Colunga *et al.* 1996, Del Valle 2004). Entre la razones del choque estructural está el hecho que la separación con el edificio colindante de cuatro pisos a su izquierda es de sólo 8 cm y, como se demostró en el estudio de vibración forzada, el desplazamiento asociado al cabeceo por efectos de interacción suelo-estructura es muy importante, además de su flexibilidad lateral.



a) Marco N-S existente b) Marcos estudiados con reducción niveles

Figura 14 Marcos representativos en la dirección N-S del Edificio Parque España estudiados por Tena-Colunga *et al.* (1996). Se modeló la interacción suelo estructura con resortes de desplazamiento horizontal y vertical

De hecho, se demostró en un estudio posterior (Tena-Colunga *et al.* 1996), mediante análisis dinámicos no lineales de un marco representativo en sus condiciones previas al sismo de 1985 (modelo DB-B85, Tabla 3, Figura 14a) que el choque estructural con el edificio de cuatro pisos debió esperarse si se toman en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura y que, de hecho, el edificio en sus condiciones posteriores a 1985 (modelo DB-A85, Tabla 3, Figura 14a) era

susceptible a experimentar nuevamente choque estructural durante un sismo intenso similar al del 19 de septiembre de 1985 (Figura 15).

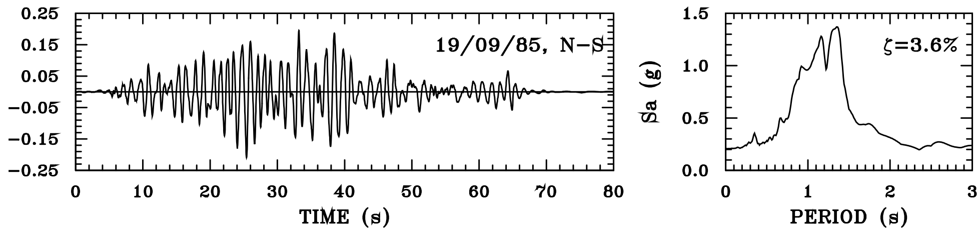


Figura 15 Registro de aceleración sintético para el sitio Parque España para un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985

Por esta razón, y con la finalidad de evitar el potencial choque estructural con las estructuras colindantes en un futuro evento severo, se estudiaron alternativas adicionales de reestructuración al edificio Parque España, como la inclusión de disipadores de energía histeréticos tipo solera (DS), reducción de peso (WR), reducción de niveles (NPH y SWRED, Figura 14b), encamisados en columnas (JC) y/o en las losas planas (JW), nuevos contravientos de secciones más robustas (NDB) y combinaciones de todas éstas (Tena-Colunga *et al.* 1996). Se realizaron análisis dinámicos no lineales de todas las alternativas de refuerzo en estudio de un marco bidimensional representativo (Figuras 14a y 14b) cuando se sujetaban a la acción de un registro de aceleración sintético para el sitio Parque España para un sismo de M_S=8.1 de características similares al sismo del 19 de septiembre de 1985 (Figura 15). En los modelos estructurales de análisis estudiados se incluyó la interacción suelo-estructura con base en la experiencia ganada en los estudios de vibración forzada. Los desplazamientos laterales totales obtenidos para cada modelo en los niveles donde se podía presentar el choque estructural se reportan en la Tabla 3.

Tabla 3 Respuestas dinámicas máximas obtenidas para el edificio Parque España y distintas alternativas adicionales de reestructuración cuando se sujeta a la acción de un acelerograma sintético de sitio para un sismo de M_S=8.1 similar al sismo del 19 de septiembre de 1985 (Tena-Colunga *et al.* 1996)

			Desplazamientos Máximos			Demandas de	
Modelo	**W (Ton)**	**T_{N-S} (s)**	**N3**	**N4**	**Azotea**	**Entrepiso**	**Global**
DB-B85	1752.7	1.06	6.43	9.61	29.86	5.0 (N8)	3.7
DB-A85	1752.7	1.10	6.87	10.48	34.79	5.5 (N8)	4.5
DS	1752.7	1.24	8.65	11.61	19.36	4.5 (N3)	2.5
DS-WR	1425.4	1.06	8.84	11.68	19.42	4.8 (N3)	2.6
DS-JCR	1520.3	0.97	8.70	12.50	25.25	8.4 (N7)	2.8
DB-WR	1425.4	0.98	5.98	8.77	27.49	4.3 (N6)	3.6
DB-JCB	1847.6	0.96	8.46	11.89	24.84	2.1 (N4)	1.8
DB-JCBR	1520.3	0.87	6.14	8.51	19.61	1.3 (N3)	1.2
NDB	1759.8	1.04	6.00	8.97	31.82	5.5 (N8)	3.5
NDB-WR	1432.5	0.95	4.44	6.58	23.04	3.4 (N8)	3.0
NDB-JWR	1527.4	0.83	4.55	6.38	16.65	1.05 (N4)	1.02
NPH	1702.9	1.05	8.73	12.79	28.87*	6.0 (N4)	4.1
SWRED	1123.8	0.79	4.78	6.82	12.39*	2.5 (N5)	2.3

*El nivel de la azotea es distinto (más bajo) al de otros modelos

Lamentablemente, y aunque muchas de estas alternativas mejoraban substancialmente, en teoría, la respuesta dinámica del edificio Parque España ante la acción de un futuro sismo intenso, la mayoría de ellas no fueron efectivas para reducir lo suficiente los desplazamientos laterales en los niveles del potencial choque estructural (tercer y cuarto pisos) y aquéllas que en teoría lo resolvían (NDB-WR y, sobre todo, NDB-JWR), no resultaron atractivas para los condóminos dueños del edificio. Desafortunadamente, durante el reciente sismo del 19 de septiembre de 2017, como se esperaba, el edificio Parque España volvió a experimentar daño en sus muros de colindancia por choque estructural con los edificios vecinos (Figura 16) y en el interior daños muy ligeros en sus muros no estructurales que de acuerdo con algunos condóminos con los que platicó un servidor, resultaron mucho menores a los experimentados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.



a) Colindancia izquierda



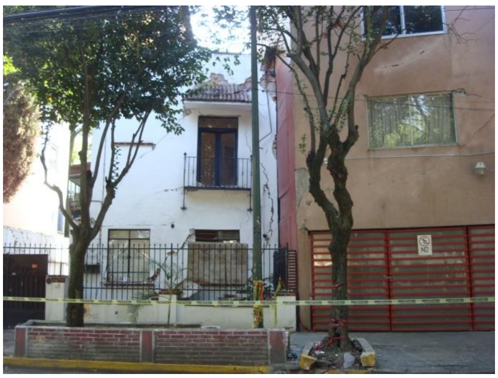
b) Colindancia derecha

Figura 16 Daños ligeros observados en los muros de colindancia del Edificio Parque España en la dirección N-S después del sismo del 19 de septiembre de 2017. Se presentó choque estructural ligero en ambas colindancias

Por supuesto, los problemas por choque estructural debido a separaciones insuficientes entre edificios colindantes en los terrenos blandos de la zona del lago de la Ciudad de México no son exclusivos del edificio Parque España. En este respecto, cabe señalar que históricamente, en la Ciudad de México, la separación entre edificios es de marginal a nula y, de manera muy desafortunada, las separaciones que deben dejarse entre edificios colindantes establecida en las normas de diseño por sismo desde 1966 no se cumplen, siendo prácticamente letra muerta su aplicación. En el reglamento de 1966 se estableció por primera vez que la separación en colindancias debería ser la mayor de un mínimo de 5 cm, o el desplazamiento lateral calculado más 0.006H en la zona de alta compresibilidad y 0.004H en la de baja, siendo H la altura sobre el nivel de la banqueta (Fundación ICA 1988). Esta disposición se endureció con la enorme cantidad de choque estructural o golpeteo entre estructuras colindantes observadas durante los sismos

de septiembre de 1985 (II-UNAM 1985, Fundación ICA 1988), solicitando mayores separaciones aún a partir del reglamento de 1987 (NTCS-87, 1987). Sin embargo, dado lo exagerada e irracional que resultó la disposición que se encuentra en las normas de diseño por sismo desde ese entonces, que básicamente requiere que, para edificios de 30 m de altura en terreno blando, las separaciones deben ser entre 72 cm y 108 cm en cada colindancia (Fundación ICA 1988), desafortunadamente su aplicación ha sido letra muerta y uno observa, muy frecuente e impunemente, que edificios desplantados en la zona del lago de la Ciudad de México y construidos después de 1987, no están separados más de 10 cm en promedio de su vecino y en muchas ocasiones, sólo 5 cm.

Así, nuevamente durante el reciente sismo del 19 de septiembre de 2017 se observó cientos de edificios que experimentaron daños severos (Figura 17a) y hasta su colapso (Figura 17b), entre otras razones, por choque estructural, dado que la separación entre colindancias es mínima, y la mayoría de las estructuras tienen cimentaciones no profundas, por lo que entre otros factores y razones, el desplazamiento debido al cabeceo de la cimentación por efectos de interacción suelo-estructura es alto. El choque entre edificios adyacentes se observó tanto en estructuras antiguas (Figura 17), como muy recientes (Figura 18).



a) Plaza Popocatépetl 46 (Hipódromo Condesa)



b) Saratoga 714 y 720 (Portales Norte)

Figura 17 Edificios y casas antiguos con daño estructural muy grave y colapsos que experimentaron choque estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. La casa y el edificio de la calle Saratoga ya fueron demolidos por el gobierno de la Ciudad de México

Dos casos particularmente insultantes e inaceptables se observaron en edificios de departamentos de ocho niveles muy recientes ubicados en la avenida Eje Central Lázaro Cárdenas (Figura 18), en la colonia Portales Norte, los cuales a pesar de ser de muy reciente construcción (2012 y 2017) y ser diseñados en teoría con las NTCS-04, cuyo espectro de diseño cubre razonablemente las demandas de aceleración observadas en esa zona, sufrieron daños importantes, causados entre otros motivos, por el choque estructural por no respetar la separación entre estructuras colindantes, donde seguramente el cabeceo de una cimentación no profunda debió ser importante.



a) Eje Central 519 (2017)

b) Eje Central 418 (2017) y 422 (2012)

Figura 18 Edificios de departamentos de ocho niveles recientemente construidos (año de construcción en paréntesis) en la colonia Portales Norte, y que experimentaron choque estructural durante el sismo del 19 de septiembre de 2017

Por ello, el autor considera muy importante estudiar el efecto del choque estructural en suelos blandos, considerando los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, particularmente en estructuras con cimentaciones que no se apoyan en el estrato firme, de cara a proponer lineamientos más racionales y fáciles de aplicar para la separación entre edificios adyacentes en las normas por sismo que motiven a respetar estas separaciones, no como se hace actualmente que, sencillamente, no se cumplen, como es evidente no sólo en los edificios de departamentos del Eje Central mostrados en la Figura 18, sino en más edificios recientes que también experimentaron choque y que, por esta causa, experimentaron daño y/o provocaron daño serio a su edificio vecino colindante.

Finalmente, cabe destacar que de acuerdo con el censo oficial llevado por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Gobierno de la Ciudad de México (Berrón *et al.* 2018), en el 44 % de los dictámenes hechos para el gobierno de la ciudad se reportó la existencia de asentamientos diferenciales y los daños asociados a dichos asentamientos, que ocasionaron el agrietamiento de muros, desplomo de los inmuebles o bien el golpeteo con las estructuras colindantes; todos estos efectos asociados, efectivamente, a la interacción suelo-estructura. Cabe señalar que el 44% de los dictámenes equivale a cerca de 5,000 estructuras.

Con base en los resultados de los estudios hechos para suelos blandos de la Ciudad de México y anteriormente presentados y discutidos, entre muchísimos otros, el autor es un convencido que la interacción suelo-estructura se debe modelar siempre para toda estructura existente o por construirse en la zona metropolitana de la Ciudad de México, aún para suelos de transición, sobre todo si la cimentación no se apoya directamente en un estrato profundo y de manera muy

particular, si el edificio de interés no cuenta con una separación importante con los edificios que colinda.

Es por ello que en las investigaciones que el autor ha realizado en el transcurso de su carrera para edificios existentes en la Ciudad de México, siempre ha incluido de manera directa el modelado de la interacción suelo-estructura a través de resortes equivalentes repartidos uniformemente en el perímetro de la cimentación en contacto con el suelo. Estos estudios incluyen la evaluaciones dinámicas paso a paso antes sismos similares al del 19 de septiembre de 1985 de: a) edificios existentes que originalmente eran con base en marcos, y que están reparados con contravientos metálicos y se estudiaron además, con fines comparativos, restructuraciones alternas con disipadores de energía histeréticos (Tena-Colunga y Pérez-Moreno 1994, Tena-Colunga *et al.* 1996, Tena-Colunga y Vergara 1997), b) la evaluación sísmica del edificio original del IMSS Reforma con base en marcos no dúctiles y su restructuración con disipadores de energía ADAS (Tena *et al.* 1994, Vargas *et al.* 1994), c) la evaluación sísmica simplificada de puentes urbanos de la línea B del metro ubicados en terrenos blandos del Estado de México (Tena y Pérez 1999), d) la evaluación de la factibilidad de emplear aislamiento sísmico en subestaciones encapsuladas ubicadas en terrenos blandos del valle de México (Tena *et al.* 2014, Tena-Colunga *et al.* 2015) y, e) evaluación de la seguridad estructural del edificio ISSSTE Buenavista, un edificio fuertemente irregular con base en marcos no dúctiles de concreto reforzado con trabes acarteladas y con algunos muros cabeceros de concreto reforzado (Tena *et al.* 2017). Más recientemente, también está evaluado el impacto de la interacción dinámica suelo-estructura en modelos tridimensionales realistas, con fines de investigación e implicaciones en metodologías de diseño sísmico resilientes, para estructuras con base en marcos de concreto reforzado con disipadores de energía histeréticos montados en contravientos chevrón (por ejemplo, Nangullasmú y Tena 2017).

Lamentablemente, aún son muy pocos los estudios de estructuras existentes o postuladas en suelos blandos de la Ciudad de México que han modelado y valorado el impacto de la interacción suelo-estructura. Destacan históricamente, entre otros, los presentados por Esteva (1988) para marcos de mediana altura (10, 15 y 20 pisos) idealizados como sistemas elastoplásticos perfectos, Martínez-Romero (1993) en la documentación de tres edificios reforzados con disipadores de energía ADAS, Díaz *et al.* (1994) en modelos de marcos de concreto de dos crujías de 7 y 14 niveles, y González y Noguez (1994) en un modelo con base en marcos de concreto reforzado y muros diafragma con y sin aislamiento sísmico con elastómeros con corazón de plomo. Más recientemente se han presentado, entre otros, los estudios de Fernández-Sola y Martínez-Galindo (2015) para un edificio de 10 niveles con marcos de concreto reforzado y disipadores de energía histeréticos, y por Fernández y Hernández (2018) en un edificio de 10 niveles con base en marcos de acero con contravientos de acero chevrón.

4 COMENTARIOS FINALES

En el presente artículo se discute, con base en estudios detallados realizados principalmente en estructuras existentes y cuya respuesta sísmica

durante un sismo intenso fue registrada y/o sus propiedades dinámicas fueron obtenidas mediante pruebas de vibración forzada, el por qué es importante modelar en estructuras existentes la interacción suelo-estructura, no solamente en estructuras desplantadas en suelos blandos y deformables, sino también en estructuras con cimentaciones someras desplantadas en suelos de relleno relativamente firmes.

En suelos blandos es inaceptable diseñar estructuras sin considerar explícitamente la interacción suelo-estructura. Su impacto no se refleja exclusivamente en la modificación de sus propiedades dinámicas y su impacto en las fuerzas de diseño, sino que es igualmente importante valorar el impacto en los desplazamientos totales de las estructuras, particularmente por el importante efecto que se tiene por el cabeceo de cimentaciones no apoyadas en el estrato firme, que en suelos muy blandos y profundos, como los existentes en la zona del lago de la Ciudad de México, son las más comunes en la enorme mayoría de las construcciones ahí existentes. Es por ello que, aunado al crónico problema de separaciones inadecuadas entre estructuras colindantes, históricamente se presentan en la Ciudad de México una enorme cantidad de daño entre estructuras colindantes por choque estructural. Nuevamente, durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, se observaron cientos de estos casos, en muchas ocasiones siendo una causa importante de que se generara o presentara daño estructural grave e incluso, el colapso, como se discutirá con mayor detalle en trabajos futuros. De acuerdo con el censo oficial llevado por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Gobierno de la Ciudad de México, en el 44 % de los dictámenes hechos para el Gobierno de la ciudad (alrededor de 5000 inmuebles), se reportó la existencia de asentamientos diferenciales y daños asociados a dichos asentamientos que ocasionaron el agrietamiento de muros, desplomo de los inmuebles y/o choque con estructuras colindantes; todos estos efectos asociados, efectivamente, a la interacción suelo-estructura.

Finalmente, el autor es de la opinión que en las investigaciones relacionadas con el diseño sismorresistente de estructuras desplantadas en suelo blandos, se debería enfatizar y promover la modelación de la interacción suelo-estructura y, en caso de no incluirla, ser muy claros en las razones académicas para no incluirla. Es muy común que muchos investigadores presenten resultados de simulaciones dinámicas de estructuras o edificios desplantados en base rígida y sujetos a registros de aceleración de terreno blando, sin siquiera mencionar que el estudio ignora los efectos de la interacción suelo-estructura y el por qué de esta suposición. Si deseamos promover que el futuro los ingenieros de la práctica responsables del diseño de las estructuras que realmente se construyen incluyan en sus modelos de análisis y diseño la interacción suelo-estructura, entonces los investigadores debemos promover esto con el ejemplo, y los docentes enseñar este tema en los cursos de diseño sismorresistente. Sólo de esta manera daremos un paso importante para intentar reducir la vulnerabilidad de las estructuras desplantadas en suelos blandos después de sismos intensos, en lugar de conformarnos nuevamente con reportar, ilustrar y discutir daños repetitivos y nuevos daños en sismos intensos, por seguir sin prestarle la importancia que es debida a los efectos más significativos que propician esos daños, tanto numerosos como repetitivos.

5 AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a sus tutores de maestría, Douglas A. Foutch, Keith D. Hjelmstad y Enrique Del Valle Calderón, por su guía y por involucrarlo en los estudios y análisis de los edificios de Parque España y Durango donde se determinó, con base experimental, la enorme importancia de la interacción suelo-estructura en la respuesta integral de edificios desplantados en suelo blandos. El autor también agradece a su tutor doctoral, Dan P. Abrams, por la confianza otorgada y darle total libertad para proponer y desarrollar los modelos analíticos que representaran la respuesta dinámica de las estructuras de mampostería con diafragmas flexibles instrumentadas durante el sismo de Loma Prieta, incluyendo la modelación de la interacción suelo-estructura.

REFERENCIAS

1. Abaqus (1989), “Abaqus user´s manual, version 4.8”, Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc.
2. Avilés, J. (1999), “Interacción suelo-estructura: conceptos de diseño***”,*** *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 61, pp. 23-55.
3. Avilés, J. y Pérez-Rocha, L. E. (2004), “Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 71, pp.1-36.
4. Berrón, R., Pacheco, M. A., Valencia, N. y Aguilar, P. (2018), “Análisis de las edificaciones afectadas en la Ciudad de México por el sismo del 19 de septiembre de 2017 dictaminadas por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones”, *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Campeche, Artículo 12-55, pp. 1-20, noviembre.
5. Del Valle, E. (1980), “Some lessons from the March 14, 1979 earthquake in Mexico City”, *Memorias, 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Estambul, Turquía, Vol. 4, Parte 1, pp. 545-552.
6. Del Valle, E., Foutch, D. A., Hjelmstad, K. D., Figueroa-Gutiérrez, E. y Tena-Colunga, A. (1988), “Seismic retrofit of a RC building: a case study”, *Memorias, 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japón, Vol. VII, pp. 451-456.
7. Del Valle, E. (2004), “Rehabilitación sísmica de estructuras con contravientos metálicos y con marcos adicionales”, *Memorias, VIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Tlaxcala, Tlaxcala, septiembre, CDROM, pp. 1-16.
8. Díaz, O., Mendoza, E. y Esteva, L. (1994), “Respuesta sísmica inelástica de modelos de edificios”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 46, pp. 1-22.
9. Esteva, L. (1988), “La investigación y la práctica de la ingeniería sísmica en México después de los sismos de 1985”, *Ingeniería Sísmica*, No. 34, pp. 9-82.
10. Fernández-Sola, L. R. y Martínez-Galindo, G. (2015), “Behavior of RC frames with hysteretic dampers considering dynamic soil structure interaction”, *Memorias, 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering (11CCEE)*, Victoria, Canada, Artículo 94338, CD-ROM, julio.

11. Fernández, L. R. y Hernández, J. (2018), “Efectos de interacción dinámica suelo estructura en un edificio de acero con contravientos utilizando el procedimiento de las NTCDS-17 y un modelo numérico”, *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Campeche, Artículo 10-13, pp. 1-12, noviembre.
12. Foutch, D. A., Hjelmstad, K. D., Del Valle, E., Figueroa-Gutiérrez, E. y Downs, R. E. (1989), “The Mexico earthquake of September 19, 1985. Case studies of seismic strengthening for two buildings in Mexico City,” *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 153-174.
13. Fundación ICA (1988), *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, primera edición, Limusa, ISBN 968-18 2939-5.
14. González, R. y Noguez, F. J. (1994), “Respuesta teórica de un edificio con aisladores de base”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 46, pp. 23-52.
15. Hjelmstad, K. D., Foutch, D. A., Del Valle, E. y Downs, R. E. (1988), “Forced vibration studies of an RC building retrofit with steel bracing”, *Memorias, 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japón, Vol. VII.
16. II-UNAM (1985), “La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985”, *Informe Preliminar*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, octubre.
17. Lew, M., Chieruzzi, R. y Campbell, K. W. (1981), “Correlations of seismic velocity with depth”, *Memorias, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, University of Missouri - Rolla, Rolla, Missouri, pp. 13-22.
18. Lew, M. y Campbell, K. W. (1985), “Relationships between shear wave velocity and depth of overburden”, *Memorias, ASCE Session: measurement and use o f shear wave velocity for evaluating dynamic soil properties*, Denver, Colorado, May, pp. 63-77.
19. Martínez-Romero, E. (1993), “Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures”, *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, pp. 581-626.
20. Nangullasmú, H. J. y Tena, A. (2017), “Comportamiento no lineal de edificios de concreto reforzado y disipadores de energía incluyendo interacción suelo-estructura”, *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, Artículo III-45, pp. 1-17, septiembre.
21. NTCS-87 (1987), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, noviembre.
22. NTCS-95 (1995), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
23. NTCS-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
24. NTCS-17 (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 220-BIS, diciembre.
25. Seed, H. B., Ugas, C. y Lysmer, J. (1986), “Site dependent spectra for earthquake-resistant design”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 66, No. 1, pp. 221-243.

26. Tena-Colunga, A. (1992a), “Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake”, *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, May.
27. Tena-Colunga, A. (1992b), “Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms”, *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 2, pp. 305-318.
28. Tena-Colunga, A. y Abrams, D. P. (1992a), “Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake”, *Structural Research Series No. 576*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, December.
29. Tena-Colunga, A. y Abrams, D. P. (1992b), “Response of an instrumented masonry shear wall building with flexible diaphragms during the Loma Prieta Earthquake”, *Structural Research Series No. 577*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, December.
30. Tena-Colunga, A. y Pérez-Moreno, D. (1994), “Seismic upgrading of a nine-story building at Mexico City’s lake-bed zone using U-Shaped energy dissipation devices”, *Memorias, 9th International Seminar on Earthquake Prognostics*, San José, Costa Rica, septiembre.
31. Tena-Colunga, A. y Abrams, D. P. (1995), “Simplified 3-D dynamic analysis of structures with flexible diaphragms”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 24, No. 2, pp. 221-232, http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290240207.
32. Tena-Colunga, A. (1996), “Dynamic evaluation of Oakland's Tourraine Hotel subjected to Loma Prieta Earthquake ground motions”, *Memorias, 7th North American Masonry Conference*, Notre Dame, Indiana, Estados Unidos, Vol. 2, pp. 918-929, junio.
33. Tena-Colunga, A., del Valle, E. y Pérez-Moreno, D. (1996), “Issues on the seismic retrofit of a building near resonant response and structural pounding”, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 3, pp. 567-597.
34. Tena-Colunga, A. y Vergara, A. (1997), “Comparative study on the seismic retrofit of a mid-rise steel building: steel bracing vs energy dissipation”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 26, No. 6, pp. 637-645.
35. Tena-Colunga, A., Pérez-Rocha, L. E., Avilés, J. y Cordero-Macías, C. (2015), “Seismic isolation of buildings for power stations considering soil-structure interaction effects”, *Journal of Building Engineering*, Vol. 4, pp. 21-40, http://dx.doi.org/10.1016/j.jobe.2015.08.001.
36. Tena, A. (1993), “Innovaciones analíticas en la evaluación sísmica de estructuras de mampostería con diafragmas flexibles”, *Boletín, Centro de Investigación Sísmica*, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No. 1, pp. 26-67, julio.
37. Tena, A., Gómez, C., Vargas, E. y González, R. (1994), “Evaluación sísmica de la reestructuración del complejo de oficinas centrales del IMSS con disipadores de energía tipo ADAS”, *Reporte FJBS/CIS-94/03*, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, febrero.

38. Tena, A. y Pérez, L. E. (1999), "Evaluación sísmica simplificada de puentes urbanos", *Ingeniería Civil*, Colegio de Ingenieros Civiles de México, No. 362, pp. 16-22, junio.
39. Tena, A., Pérez, L. E., Avilés, J. y Cordero, C. (2014), "Estudio de la factibilidad de aislamiento sísmico pendular para subestaciones encapsuladas ubicadas en terrenos blandos del valle de México", *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 14, No 1-2, pp. 5-37.
40. Tena, A., Juárez, G., Ruiz Sandoval, M. E. y Archundia, H. I. (2017), "Revisión de la seguridad sísmica de un edificio de concreto reforzado de mediana altura fuertemente irregular existente en la Ciudad de México", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 22, No. 3, pp. 281-326.
41. Vargas, E., Gómez, C. y Tena, A. (1994), "Reestructuración sísmica de un edificio en la Ciudad de México con sistemas disipadores de energía ADAS", *Memorias, 9th International Seminar on Earthquake Prognostics*, San José, Costa Rica, septiembre.
42. Whitman, R. V. y Bielak, J. (1982), *Capítulo 7: Cimentaciones*, ***Diseño de estructuras resistentes a sismos****,* editor Emilio Rosenblueth, primera reimpresión en español, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.